

砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗 (続報)

柴 田 徹

EVALUATION OF SOIL LIQUEFACTION BY CONE PENETRATION TEST (PART-II)

By Toru SHIBATA

Synopsis

A review of field performance of sandy soil deposits during past earthquakes is conducted with emphasis being placed on CPT q_c -values and soil gradation. The empirical relationship separating liquefiable and non-liquefiable conditions is presented in terms of dynamic shear stress ratio, normalized q_{c1} -values, and fines content or mean grain size. The proposed CPT correlations are compared with those presented by Robertson & Campanella (1985). The proposed CPT correlations are also evaluated using field data and laboratory test results from Canada and Japan.

1. ま え が き

地震時に、砂質地盤が液状化するおそれがあるか否かの判定は、主として標準貫入試験 (SPT) の N 値によって行われている。しかしコーン貫入試験 (CPT) には地盤調査としての精度、情報量、簡便さなどの点で SPT にはない長所があるので、これを活かして液状化の判定をする試みがここ数年の間に注目されてきた。1980年代に入ってから Douglas-Olsen¹⁾, Zhou^{2,3)}, Seed-Idriss⁴⁾, Robertson-Campanella⁵⁾, 石原ら⁶⁾ によって発表された成果がそれに該当する。

本論文は、同じ課題の前報⁷⁾以降の進展をまとめたものであり、議論を進める上での基本的な事項を、ここで要約しておく。

1) 地盤の液状化調査に際して、CPT が実施された例は、SPT に比べると極めて少ない。ここでは CPT として新潟(1964)、日本海中部 (1983) および唐山 (1976) の各地震後に調査された資料を用いた。これらの詳細は、前報に **Table 1, 4** として説明したとおりである。ただし今回の解析では、前回と違って液状化と非液状化がはっきりしているデータ (●印と○印) のみを用いることとし、判定のつかないデータ (△印) は対象から除外した。

2) 上記のように CPT データが限定されているので、やむを得ず SPT の N 値を CPT の q_c 値に換算して、液状化抵抗と q_c 値の関係を求めた。 N 値からの q_c 換算には、前報 **Fig. 4** の $q_c/N \sim D_{50}$ (平均粒径) 曲線を用いた。

3) q_c 値は有効拘束圧 σ'_0 の影響を強く受けるので、 $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ に標準化した値、すなわち q_{c1} を用いることとし、次式よりこれを求めた。

$$\left. \begin{aligned} q_{c1} &= C_1 \cdot q_c \\ C_1 &= \left(\frac{1.7}{0.7 + \sigma'_0} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ただし q_c , σ'_0 の単位はいずれも kgf/cm^2 である。

Fig. 1 中の実線は式(1)の係数 C_1 と σ'_0 との関係を表わしたものである。図には Robertson-Campanella⁵⁾ の提案曲線 (破線) を併記しているが、両者は σ'_0 が 0.5 kgf/cm^2 以下の低い部分を除いて、よく一

致している。

4) 地震時に地盤内に発生したと推定されるせん断応力比 τ/σ'_0 は、時松・吉見⁸⁾ による次式より算出した。

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.1(M-1) \left(\frac{\alpha_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \right) \times (1 - 0.015z) \dots \dots \dots (2)$$

ここに τ ; 等価せん断応力振幅, M ; 地震のマグニチュード, α_{max} ; 地表最大加速度, σ_0 と σ'_0 ; 全応力と有効応力で表わした土かぶり圧, z ; 深さ (m) である。

2. 液状化に対する CPT 限界値

2.1 相対密度に基づく考察

従来から液状化抵抗と相対密度 D_r の関係, あるいはコーン貫入抵抗と D_r の関係が調べられている。従って D_r を媒介とすることにより, 液状化抵抗とコーン貫入抵抗の関係が推定できる筈である——このような観点から, 以下に若干の考察を行う。

まず Fig. 2 は, 式(2)の応力比 τ/σ'_0 と D_r の関係を示すもので, それは次の①～③の手順で求められた。

① 時松・吉見の資料⁸⁾ より, 平均粒径 $D_{50} \geq 0.25 \text{ mm}$ または 74μ 以下の細粒分含有率 $F.C. \leq 10\%$ の砂質土を選び,

② N 値と σ'_0 から相対密度を

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{0.7 + \sigma'_0}} \quad (\text{ただし } D_r: \%, \sigma'_0: \text{kgf/cm}^2)$$

として求め,

③ 液状化発生を●印, 非液状化を○印でプロットした。Fig. 2 中の破線は, 液状化を生じる限界値として, 時松・吉見⁸⁾ が提案した。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)_l = a \cdot C_r \left\{ \frac{D_r}{100} + \left(\frac{D_r}{C} \right)^n \right\}$$

を示している。ここに $(\tau/\sigma'_0)_l$ は液状化抵抗を表わす応力比であり, 係数値はそれぞれ $a=0.45$, $C_r=0.57$, $n=14$, $C=80.4$ とした。

ここでは簡単のために, 液状化発生の限界が図中の実線で表現できるものと仮定する。このような仮定をすれば,

i) 応力比が $\tau/\sigma'_0 < 0.1$ では液状化を生じない。

ii) 応力比が $0.1 \leq \tau/\sigma'_0 \leq 0.25$ の範囲では, $(\tau/\sigma'_0)_l \sim D_r$ が両対数紙上で 1:2 の勾配をもつことから,

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)_l \propto (D_r)^2 \dots \dots \dots (4)$$

iii) 応力比が $\tau/\sigma'_0 > 0.25$ となっても, $D_r > 75\%$ では液状化を生じない。といえる。

次に Fig. 3 は, これまでに発表された資料を用いて, 式(1)で規格化した q_{c1} を D_r に対してプロットしたものである。引用した Baldi ら⁹⁾ のデータは土槽実験, 石原・古賀¹⁰⁾ のそれは原位置試験の結果である。また D_r は, Fig. 2 のような N 値と σ'_0 からの推定ではなく, 砂の不攪乱試料などによって直接に求めた相対密度を指す。

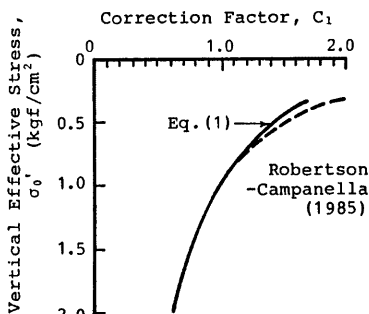


Fig. 1 Variation of correction factor C_1 with effective stress.

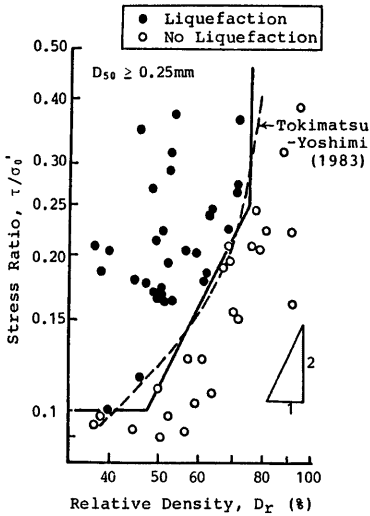


Fig. 2 Relationship between dynamic stress ratio and apparent relative density (Data from Ref. 8).

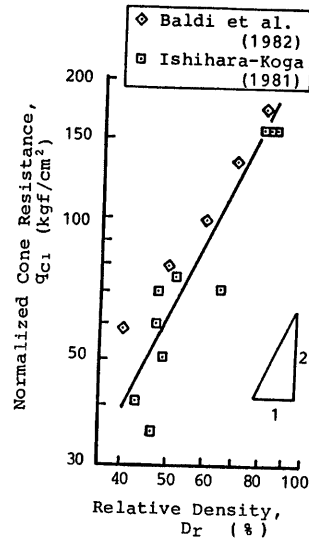


Fig. 3 Relationship between normalized cone resistance and relative density.

Fig. 3 において点は相当ばらついているが、図中に引いたように両対数紙上で 1 : 2 の勾配をもつ直線を引くことができると仮定すれば、

$$q_{c1} \propto (D_r)^2 \dots \dots \dots (5)$$

となる。よって式(4)と(5)より

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_0}\right)_l \propto q_{c1} \dots \dots \dots (6)$$

が成立する。つまり τ/σ'_0 が $0.1 \leq \tau/\sigma'_0 \leq 0.25$ の範囲内では、 $(\tau/\sigma'_0)_l$ が規準化した q_{c1} に比例して増加することになる。

2.2 平均粒径と CPT 限界値

前節において液状化に対する CPT 限界値は、応力比 τ/σ'_0 のレベルに応じて考察できることが示唆された。そこで本節では $0.1 \leq \tau/\sigma'_0 \leq 0.25$ と $\tau/\sigma'_0 > 0.25$ の両範囲に分けて、平均粒径 D_{50} と CPT 限界値との関係調べることにする。

(1) $0.1 \leq \tau/\sigma'_0 \leq 0.25$ の場合

応力比がこの範囲では、式(6)のように $(\tau/\sigma'_0)_l$ と q_{c1} の間に比例関係が成立することが示

された。液状化の調査資料を用いてそれを確かめるために、 (τ/σ'_0) と q_{c1} の比をとり、平均粒径 D_{50} との対

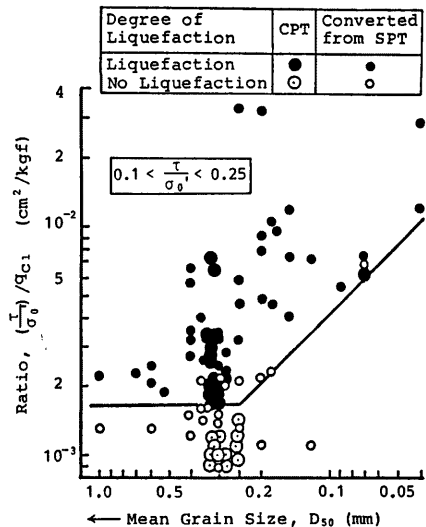


Fig. 4 Relationship between $(\tau/\sigma'_0)/q_{c1}$ -ratio and mean grain size.

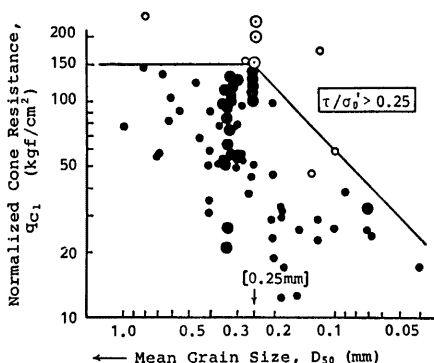


Fig. 5 Relationship between normalized cone resistance and mean grain size.

が導かれる (ただし q_{c1} : kgf/cm², D_{50} : mm で以下同じ単位を用いる)。

(2) $\tau/\sigma'_0 > 0.25$ の場合

さきに Fig. 2 の結果から、応力比が大きい場合 ($\tau/\sigma'_0 > 0.25$) でも、土がよく締っておれば ($D_r > 75\%$) 液状化は生じないと仮定した。これは液状化発生に対して、 $(q_{c1})_{cr}$ に上限値が存在することを意味しており、この上限の $(q_{c1})_{cr}$ が D_{50} によってどのように変化するかを調べた。

Fig. 5 には、液状化の全データ (●印), および $\tau/\sigma'_0 > 0.25$ でも非液状化の○印が D_{50} に対してプロットされている。この図より

$$D_{50} \geq 0.25 \text{ mm}; (q_{c1})_{cr} = 150 \quad \dots\dots\dots (8-a)$$

$$D_{50} < 0.25 \text{ mm}; (q_{c1})_{cr} = 600(D_{50}) \quad \dots\dots\dots (8-b)$$

が得られる。

2.3 細粒含有率と CPT 限界値

前節では平均粒径 D_{50} に注目して、液状化に対する CPT 限界値の特性を明らかにした。それと同様の手法を用いて、この節では細粒含有率 $F.C.$ と CPT 限界値との関係調べる。

Fig. 6 は応力比が $0.1 \leq \tau/\sigma'_0 \leq 0.25$ の場合、Fig. 7 は $\tau/\sigma'_0 > 0.25$ に対する結果である。Fig. 6 は前出の Fig. 4 に、また Fig. 7 は Fig. 5 に対応しており、これらの図から次の経験式が得られる ($F.C.$ の単位は%)。

$0.1 \leq \tau/\sigma'_0 \leq 0.25$ の場合 (Fig. 6)

$$F.C. \leq 10\%; (q_{c1})_{cr} = 600 \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7-a, \text{前出})$$

$$F.C. > 10\%; (q_{c1})_{cr} = \frac{6000}{F.C.} \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7-c)$$

$\tau/\sigma'_0 > 0.25$ の場合 (Fig. 7)

応をみた。

Fig. 4 がその結果であり、図によれば液状化と非液状化を分離する境界線として、横軸に平行な線と、45° の傾きをもつ線を描くことができる。なおこの 45° 線上では、 D_{50} の減少とともに縦軸の値は増加することに注意したい。直線の折点に相当する横軸の値は、 $D_{50} = 0.25 \text{ mm}$ と読みとれる。

以上に説明したことより、液状化に対する限界の q_{c1} 値を $(q_{c1})_{cr}$ とすれば

$$\begin{aligned} D_{50} &\geq 0.25 \text{ mm}; \\ (q_{c1})_{cr} &= 600 \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7-a) \\ D_{50} &< 0.25 \text{ mm}; \\ (q_{c1})_{cr} &= 2,400(D_{50}) \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \quad \dots\dots\dots (7-b) \end{aligned}$$

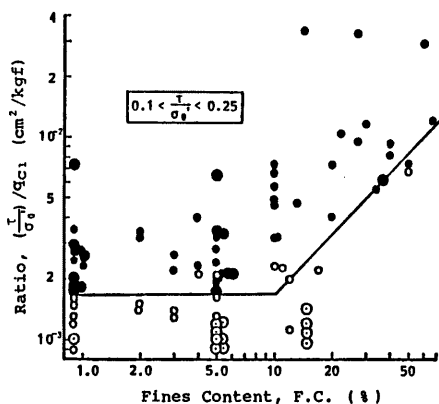


Fig. 6 Relationship between $(\tau/\sigma'_0)/q_{c1}$ -ratio and fines content.

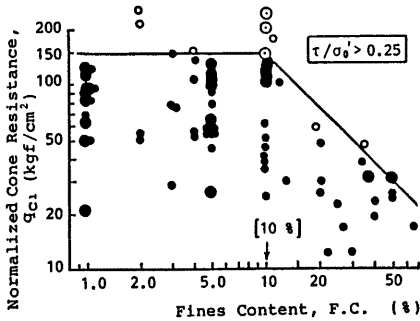


Fig. 7 Relationship between normalized cone resistance and fines content.

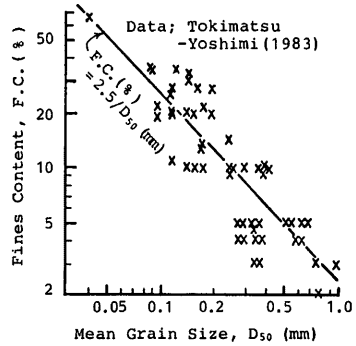


Fig. 8 Relationship between fines content and mean grain size.

$$\begin{aligned}
 F.C. \leq 10\%; \quad (q_{c1})_{cr} &= 150 \dots\dots\dots (8-a, \text{前出}) \\
 F.C. > 10\%; \quad (q_{c1})_{cr} &= \frac{1500}{F.C.} \dots\dots\dots (8-c)
 \end{aligned}$$

式(7-c)(8-c)より細粒含有率がふえると、コーンの限界抵抗値は $F.C.$ に反比例して小さくなる——細粒土が含まれてくると同じ地震外力 τ/σ_v' に対して液状化し難くなる——ことがわかる。なお前報では、 $F.C.=15\%$ を境界として液状化抵抗を分類したが、これを上記のように10%に修正する。

ここまでは、液状化に対する CPT 限界値と土の粒度との関係を検討する際に、平均粒径 D_{50} と細粒含有率 $F.C.$ のファクターを個別に扱ってきた。しかし粒度による液状化特性の違いは、 $D_{50}=0.25 \text{ mm}$ または $F.C.=10\%$ によって分類できること、並びに式(7-b)と(7-c)、あるいは式(8-b)と(8-c)とを比較することにより、直ちに

$$F.C. (\%) = \frac{2.5}{D_{50} (\text{mm})} \dots\dots\dots (9)$$

が導かれる。

Fig. 8 は時松・吉見の資料⁹⁾から、 $F.C.$ と D_{50} の関係をプロットしたものである。データは幅をもっているので一義的には決まらないが、式(9)は図中の実線の位置にあり、ほぼ平均的な値を与えているといえる。

2.4 ま と め

応力比 τ/σ_v' を与えたときの CPT 限界値 $(q_{c1})_{cr}$ は、式(7)(8)の形で得られたが、これらは次のような形にまとめることができる。

$$\begin{aligned}
 \frac{\tau}{\sigma_v'} &< 0.1 && ; \text{液状化は生じない} \\
 0.1 \leq \frac{\tau}{\sigma_v'} \leq 0.25 &&& ; (q_{c1})_{cr} = 600 \cdot C_2 \left(\frac{\tau}{\sigma_v'} \right) \dots\dots\dots (10-a) \\
 0.25 < \frac{\tau}{\sigma_v'} &&& ; (q_{c1})_{cr} = 150 \cdot C_2 \dots\dots\dots (10-b)
 \end{aligned}$$

式中の C_2 は粒度の影響を表わす係数で、**Table 1** に示した値をとる。

Fig. 9 は式(10)と **Table 1** の関係を図化したものである。(a)図は応力比 τ/σ_v' と CPT 限界値 $(q_{c1})_{cr}$ を、また (b) 図

 Table 1 Correction factor C_2 for soil gradation

$D_{50} \geq 0.25 \text{ mm}$ or $F.C. \leq 10\%$	$D_{50} < 0.25 \text{ mm}$	$F.C. > 10\%$
$C_2 = 1.0$	$C_2 = \frac{D_{50} (\text{mm})}{0.25 (\text{mm})}$	$C_2 = \frac{10 (\%)}{F.C. (\%)}$

は係数 C_2 と粒度 (D_{50} または $F.C.$) との関係を与えている。

2.5 Robertson-Campanella の提案との比較

Robertson-Campanella⁵⁾ はマグニチュード $M=7.5$ の地震を想定した場合、 $D_{50}>0.25$ mm の砂と $D_{50}<0.15$ mm のシルト質砂に対する液状化の限界曲線を、 $\tau/\sigma'_v \sim q_{c1}$ 図上で提案した。それらの曲線は Fig. 10, 11 中の破線で示されている。

Fig. 10 には $D_{50}>0.25$ mm の砂を対象にして、液状化(●印)と非液状化(○印)のプロット、並びに筆者の提案を実線で描いている。また Fig. 11 は、 $D_{50}<0.15$ mm のシルト質砂に対する同様の関係である。ただし Fig. 11 の場合は $D_{50}<0.15$ mm で液状化、 $D_{50}>0.15$ mm で非液状化のデータがプロットされている。Fig. 10, 11 から、筆者と Robertson-Campanella の提案値は近似していること、並びに液状化の実績をよく説明できていることが分かる。

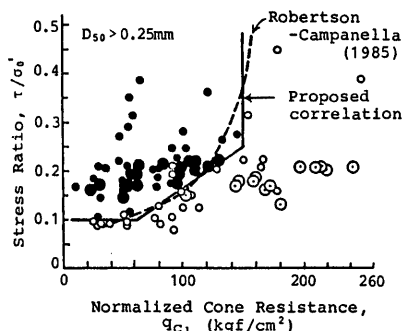


Fig. 10 Comparison of proposed correlation for clean sands with Robertson-Campanella CPT correlation.

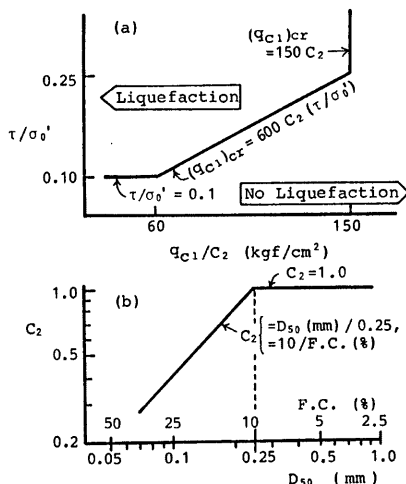


Fig. 9 Proposed correlations between shear stress ratio and critical cone resistance for liquefaction assessment.

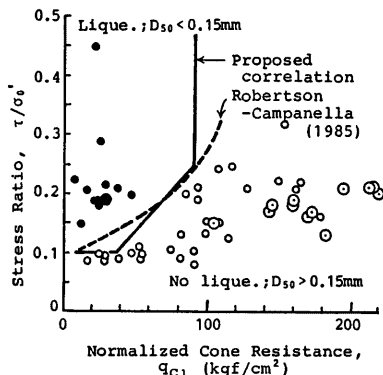


Fig. 11 Comparison of proposed correlation for silty sands with Robertson-Campanella CPT correlation.

3. CPT と三軸液状化試験の比較

最近、ゆるい砂の不攪乱試料の採取が可能になり、それを用いて三軸液状化試験が実施されるようになった。本章では、これら三軸試験と原位置 CPT による液状化抵抗の比較を行う。とり上げたのは、Vancouver 地盤、新潟地盤および東京湾埋立て地盤の 3 ケースである。Vancouver 地盤における CPT と三軸液状化試験は、Campanella ら¹¹⁾ と Robertson-Campanella⁵⁾ の文献、また新潟と東京湾埋立て地盤は、石原・古賀¹⁰⁾ および石原ら¹²⁾ の報告に基づいて検討した。

原位置 CPT と、室内三軸試験による液状化抵抗は、以下に示す①～④の手順を経て比較することとした。

- ① 不攪乱試料についての繰返し三軸試験より、液状化の $(\tau/\sigma'_0)_{triax}$ を求める。
- ② $(\tau/\sigma'_0)_{triax}$ を、次式¹³⁾を用いて等価せん断応力比 τ/σ'_0 に換算する。

$$\frac{\tau}{\sigma'_0} = 0.57 \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)_{triax}$$

- ③ τ/σ'_0 から、式(10)により $(q_c)_{cr}$ を求める。これが三軸試験より推定したコーンの（規準化）限界値である。

- ④ 上記の（規準化）限界値と有効土かぶり圧 σ'_0 より、式(1)を用いてコーン限界値 $(q_c)_{cr}$ に換算する。以上のような手順で三軸試験から推定した $(q_c)_{cr}$ と原位置 CPT の結果が、Fig. 12～14 に示されている。

Fig. 12 は新潟地盤で、深さ方向に $D_{50} > 0.25$ mm の砂層が連続するケースである。不攪乱試料は Osterberg sampling によって採取しており、 $(\tau/\sigma'_0)_{triax}$ は繰返し回数20回で両ひずみ振幅 ($D.A.$) = 5% を生じる値とした。図中 Sample No. が 0-1 と 0-5 で、推定した $(q_c)_{cr}$ に左向き矢印が付いているのは、これらの深度では $\tau/\sigma'_0 < 0.1$ となるために $(q_c)_{cr}$ の上限値のみが決まることによる。**Fig. 12** から、推定した○印と CPT- q_c には、比較的良好一致がみられる。

Fig. 13 は Vancouver 地盤の場合で、概ね $D_{50} > 0.25$ mm であるが、やや細粒分が多い $D_{50} = 0.15, 0.12$ mm の層も含まれている。 $(\tau/\sigma'_0)_{triax}$ は、文献5)に従って繰返し15回で $D.A. = 10\%$ を生じる値とした。図によれば、三軸試験より推定した○印と実測の q_c 値が非常によく合っていることが分かる。

Fig. 14 は東京湾埋立て地盤で、細粒分を含み $F.C. > 10\%$ である。供試体は Large diameter sample より成形されており、 $(\tau/\sigma'_0)_{triax}$ の決め方は **Fig. 12** の場合と同様である。この地盤は粘性土を含む層が交錯しており、 q_c 値そのものが 50 kgf/cm^2 と小さいので **Fig. 12, 13** と同じレベルで比較の議論はできないが、○印の傾向としては q_c の複雑な変化に対応しているといえよう。

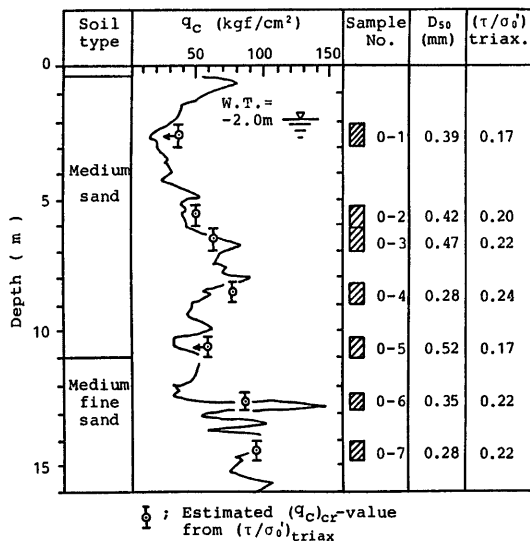


Fig. 12 Comparison of critical cone resistance estimated from triaxial test with CPT field data at Kawagishi-cho site, Niigata (Data from Ref. 10).

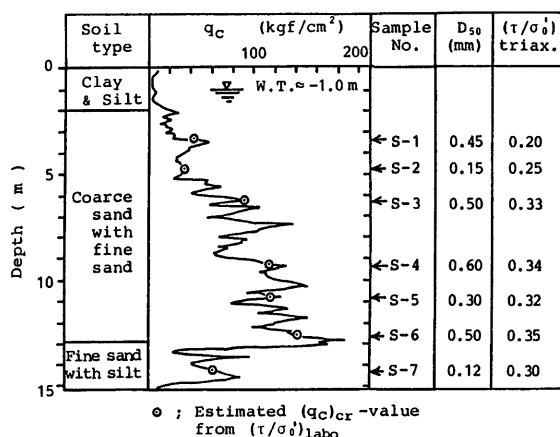


Fig. 13 Comparison of critical cone resistance estimated from triaxial test with CPT field data at McDonald's Farm site, Vancouver (Data from Ref. 5).

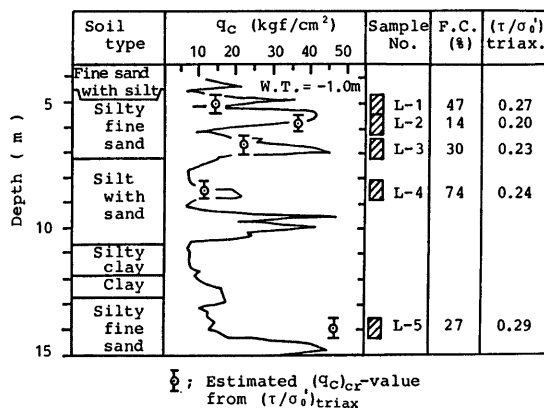


Fig. 14 Comparison of critical cone resistance estimated from triaxial test with CPT field data at Owi Island No. 1 site, Tokyo (Data from Ref. 12).

4. 結 び

前報に引き続いて、コーン貫入試験 (CPT) の先端抵抗から地盤の液状化抵抗を推定する方法について検討し、CPT 限界値を地震時の発生せん断応力比 τ/σ'_v と土の粒度 (平均粒径 D_{50} または 74μ 以下の細粒分含有率 F.C.) との関数として表わした。解析に用いたのは、新潟 (1964)、日本海中部 (1983) および唐山 (1976) の各地震後に原位置で実施された CPT データである。ただしこれらのデータは多くないので、標準貫入試験の N 値から、 D_{50} によって換算したコーン貫入抵抗もとり入れた。

ここで得られた CPT 限界値を、Robertson-Campanella (1985) のそれと比較したところ、砂 ($D_{50} > 0.25$

mm) とシルト質砂・シルト ($D_{50} < 0.15$ mm) に対してよい一致がみられた。なお液状化に対する CPT 限界値は、 $D_{50} = 0.25$ mm あるいは $F.C. = 10\%$ を境として、細粒分の影響を考慮すべきことも示された。

最近是不攪乱の砂試料を採取して、三軸液状化試験を行う機会がふえてきている。このような三軸試験から求まる液状化抵抗と、CPT に基づく液状化抵抗とを比較した。対象としたのは新潟、東京湾埋立ておよび Vancouver の地盤であり、これらは土の種類として砂からシルトまで広くカバーしているが、比較の結果は概ね良好であった。

この研究の一部は、文部省科学研究費補助金（試験研究）によって行われたものである。付記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Douglas, B. J. and R. S. Olsen : Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer, Proc. ASCE Sympo. Cone Penetration Testing and Experience, Geotech. Eng. Div., St. Louis, 1981, pp. 209-227.
- 2) Zhou, S. G. : Evaluation of the Liquefaction of Sand by Static Cone Penetration Test, Proc. 7th World Conf. Earthquake Eng., Istanbul, Vol. 3, 1980, pp. 156-162.
- 3) Zhou, S. G. : Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by CPT, Proc. Int. Conf. Recent Advances in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. 1, 1981, pp. 167-172.
- 4) Seed, H. B., I. M. Idriss and I. Arango : Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, Jour. of Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 109, No. 3, 1983, pp. 458-482.
- 5) Robertson, P. K. and R. G. Campanella : Liquefaction Potential of Sands Using the CPT, Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 111, No. 3, 1985, pp. 384-403.
- 6) Ishihara, K. : Stability of Natural Deposits during Earthquake, Proc. 11th Int. Conf. SMFE, San Francisco, Vol. 1, 1985, pp. 321-376.
- 7) 柴田 徹 : 砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗, 京大防災研究所年報, 28号B-2, 1985, pp. 87-96.
- 8) Tokimatsu, K. and Y. Yoshimi : Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content, Soils & Foundations, Vol. 23, No. 4, 1983, pp. 56-74.
- 9) Baldi, G., R. Bellotti, V. Ghionna, M. Jamiolkowski and E. Pasqualini : Design Parameters for Sands from CPT, Proc. 2nd European Sympo. Penetration Testing, Amsterdam, Vol. 2, 1982, pp. 425-438.
- 10) Ishihara, K. and Y. Koga : Case Studies of Liquefaction in the 1964 Niigata Earthquake, Soils & Foundations, Vol. 21, No. 3, 1981, pp. 35-52.
- 11) Campanella, R. G., P. K. Robertson and D. Gillespie : Cone Penetration Testing in Deltaic Soils, Canadian Geotechnical Jour., Vol. 20, No. 1, 1983, pp. 23-35.
- 12) Ishihara, K., K. Shimizu and Y. Yamada : Porewater Pressures Measured in Sand Deposits during an Earthquake, Soils & Foundations, Vol. 21, No. 4, 1981, pp. 85-100.
- 13) De Alba, P., H. B. Seed and C. K. Chan : Sand Liquefaction in Large-Scale Simple Shear Tests, Jour. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT9, 1976, pp. 909-927.